

З.Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом / В.В. Ханджи. – М.: Стройиздат, 1977. – 187 с.

Получено 18.05.2012

УДК 624.012.25

С.В.МЕЛЬНИК

Національний університет водного господарства і природокористування, м.Рівне

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Представлено результати розрахунку несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою вуглепластиковою поперечною арматурою.

Представлены результаты расчета несущей способности наклонных сечений железобетонных балок, усиленных внешней углепластиковой поперечной арматурой.

The results of the strength calculating of sloping sections of reinforced concrete beams strengthened by external coal plastic transverse armature are presented in paper.

Ключові слова: несуча здатність, похилі перерізи, розрахунок, підсилення.

В результаті постійного збільшення кількості фізично застарілих будівель і споруд, які мають експлуатаційні пошкодження та дефекти, проблема відновлення будівельних конструкцій набуває значної актуальності.

На сьогоднішній день накопичилася велика кількість способів та матеріалів для підсилення згинальних залізобетонних конструкцій. Серед них широкого розповсюдження набули відносно нові вуглепластикові матеріали.

Для більш широкого використання вуглепластикових стрічок і полотен, як додаткового зовнішнього армування для підсилення похилих перерізів згинальних залізобетонних конструкцій, необхідне достатнє їх експериментально-теоретичне обґрунтування та створення на базі існуючих нормативних документів оптимальної методики розрахунку.

Дослідження роботи підсиленних залізобетонних конструкцій сучасними композитними матеріалами, в тому числі вуглепластиковими, висвітлено в роботах [3, 5] та ін. Але наразі досліджень роботи підсиленних залізобетонних елементів по похилим перерізам ще недостатньо.

В даній роботі поставлено за мету порівняти результати розрахунку несучої здатності похилих перерізів підсиленних залізобетонних балок, виконаних згідно методики існуючих нормативних документів, з дослідними результатами.

Для реалізації поставленої мети було виготовлено залізобетонні балки довжиною 2000 мм та розмірами поперечного перерізу 160×100 мм.

Армувалися балки зварними каркасами з поздовжньою робочою арматурою 2Ø12 A500C. Поперечне армування – дріт діаметром 3 мм класу Вр-I з кроком $s_w = 75$ мм (рис.1).

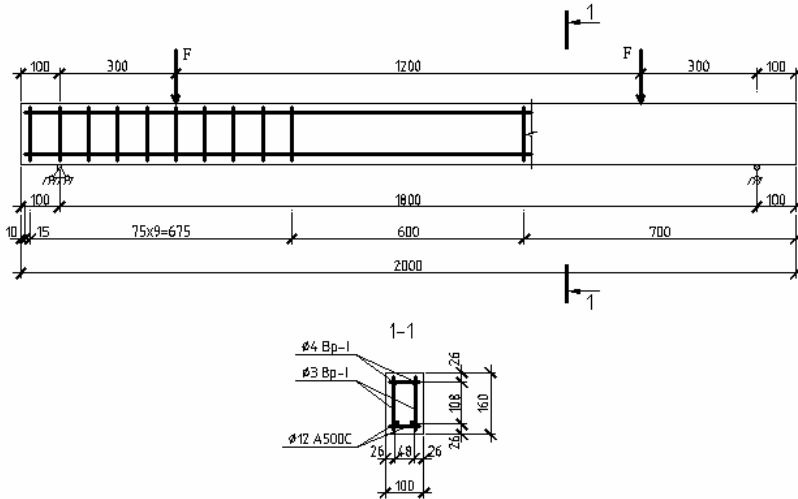


Рис.1 – Схема армування і завантаження балок

Для випробування балок в експерименті прийнята статична схема – балка на двох опорах, прольотом 1800 мм, завантажена двома симетричними зосередженими силами, відстань між якими становила 1200 мм (проліт «зрізу» становив 300 мм). Випробування двох балок (Б-1 і Б-2) виконувалося монотонним ступінчастим навантаженням до досягнення межі придатності до нормальної експлуатації. За ознаку досягнення такого стану приймалося розкриття похилих тріщин шириною більшою за $w_k = 0,4$ мм. При досягненні такого стану балки розвантажувалися, після чого виконувалося підсилення їх похилих перерізів шляхом наклеювання на поверхню бетону в зоні утворення похилих тріщин композитних матеріалів – вуглепластикових стрічок Sika CarboDur S512 та полотен SikaWrap-230 C/45 фірми Sika. Інші дві балки (Б-3 і Б-4) були підсилені без попереднього навантаження за тією ж схемою та матеріалами, що й балки Б-1 і Б-2 (рис.2). Тобто було змодельовано підсилення елементів з тріщинами (балки Б-1 і Б-2) та підсилення недавно виготовлених або «нових» елементів (балки Б-3 і Б-4).

Для можливості розрізнення балок до і після підсилення в їх маркування вводили наступні позначення: "пс1" – підсилення виконувалося полотнами SikaWrap, "пс2" – стрічками SikaCarboDur. Таким чином

отримали дві балки після підсилення обоймами з полотна Б-1пс1 і Б-4пс1 та ще дві балки після підсилення стрічками Б-2пс2 і Б-3пс2.

Всі підсилені балки були доведені до руйнування.

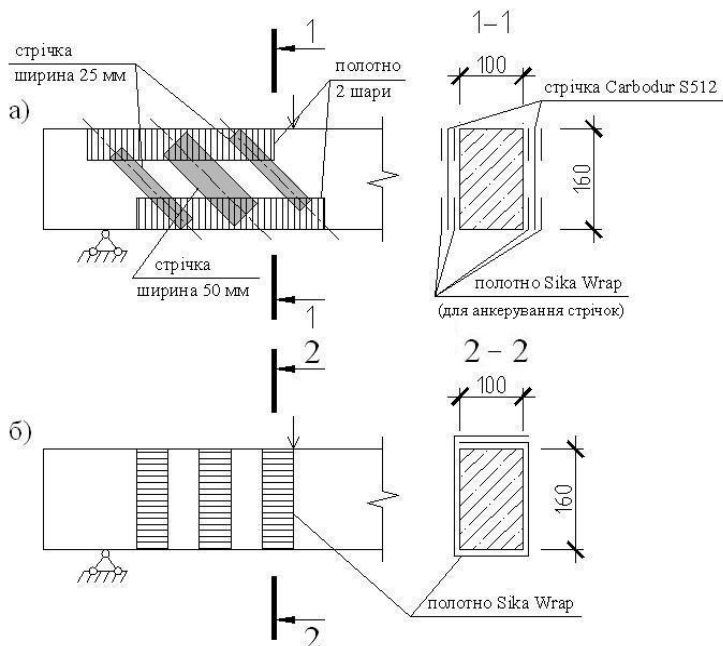


Рис.2 – Схеми підсилення похилих перерізів:
а – вуглепластиковими стрічками; б – вуглепластиковими полотнами.

Розрахунок несучої здатності похилих перерізів підсилених залізобетонних балок виконувався за методикою норм СНиП 2.03.01-84*, ДСТУ Б В.2.6-156:2010, за методикою В.Л. Чернявського [3], створеною в розвиток російських норм СП 52-101-2003 [4], та методикою О.І. Корнійчука [5], яка враховує сили зчеплення в бетоні над критичною похилою тріщиною та нагельні зусилля в поздовжній арматурі.

При цьому приймалися такі початкові передумови:

- є справедливою гіпотеза плоских перерізів;
- наклеєні в зоні дії максимальних поперечних сил полотна та стрічки працюють як додаткове зовнішнє поперечне армування;
- система «залізобетонна балка – приклеєні елементи підсилення – клей» працює сумісно.

В рекомендаціях *fib* пропонується приймати за граничний експлуатаційний стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів досягнення граничних деформацій зовнішньої вуглепластикової арматури значення $\varepsilon_{fud} = 0,005$. Згідно з [2] розрахункові значення опору поперечної арматури (хомутів і відігнутих стержнів) f_{jwd} знижують порівняно з розрахунковим значенням арматури на розтяг f_y шляхом множення на коефіцієнт умов роботи, який дорівнює 0,8. Даний коефіцієнт умов роботи враховує нерівномірність розподілу напружень в поперечній арматурі по довжині похилого перерізу. З урахуванням цього граничні деформації зовнішньої вуглепластикової поперечної арматури при підсиленні похилих перерізів становлять:

$$\varepsilon_{fuwd} = \varepsilon_{fud} \cdot 0,8 = 0,005 \cdot 0,8 = 0,004. \quad (1)$$

З урахуванням вищесказаного умовний розрахунковий опір зовнішньої вуглепластикової поперечної арматури визначається з умов граничних деформацій за формулою

$$f_{jwd} = \varepsilon_{fuwd} \cdot E_f, \quad (2)$$

де ε_{fuwd} – гранична деформація розтягу зовнішньої вуглепластикової поперечної арматури при підсиленні похилих перерізів; E_f – модуль пружності зовнішньої вуглепластикової поперечної арматури.

Формула (2) використовувалася для визначення внеску зовнішньої вуглепластикової поперечної арматури в загальну несучу здатність похилих перерізів балок при розрахунку згідно всіх вищеназваних методик розрахунку. Методика розрахунку [3] додатково враховує можливість втрати щеплення з бетоном зовнішньої вуглепластикової поперечної арматури при деформаціях в них менше допустимих.

Методика розрахунку ДСТУ Б В.2.6-156:2010 у випадку наявності поперечного армування не враховує внесок бетону в загальну несучу здатність похилих перерізів. Оскільки в такому випадку загальна несуча здатність виявилась значно заниженою, окремо було визначено несучу здатність похилих перерізів з урахуванням внеску бетону $V_{Rd,c}$.

У випадку використання методики О.І. Корнійчука [5], значення проєкції небезпечної похилої тріщини c_0 визначали за формулою (80) [1], оскільки запропонована автором формула показує значно занижені результати.

Результати розрахунку несучої здатності залізобетонних балок, похилі перерізи яких підсилені зовнішньою вуглепластиковою арматурою, наведено в табл.1, 2. Руйнування всіх підсилених балок відбувалося за

нормальними перерізами. Тому у випадку використання підсилення обіймами з полотна з графіків деформування полотна та внутрішньої поперечної арматури балок було визначено прогнозоване значення несучої здатності похилих перерізів, при якому в цих матеріалах досягаються граничні деформації. У випадку використання підсилення стрічками за втрату несучої здатності приймали значення поперечної сили, при якому почалося відшарування полотна анкерування від поверхні бетону.

Таблиця 1 – Несуча здатність похилих перерізів балок, підсилених обіймами з полотна

№п/п	Марка балки	експериментальна	Несуча здатність балок V_{Rd} , кН					
			теоретична за похилими перерізами					
			прогнозована*	СНиП 2.03.01-84*	ДСТУ Б В.2.6-156:2010	ДСТУ Б В.2.6-156:2010 з врах. $V_{Rd,c}$	Методика [3]	Корнійчук О.І. [5]
1	Б-1пс1	56,4	70,0	72,3	36,0	68,7	58,9	71,7
2	Б-4пс1	60,8	75,0	72,3	36,0	68,7	58,9	71,7
Середнє відхилення, %				0,2	50,5	5,1	15,3	1,0

* – прогнозоване значення несучої здатності, при досягненні в обіймах з полотна чи внутрішній поперечній арматурі дослідних балок граничних деформацій, визначене з графіків деформування цих матеріалів.

Таблиця 2 – Несуча здатність похилих перерізів балок, підсилених стрічками

№п/п	Марка балки	експериментальна	початок відшарування полотна анкерування	Несуча здатність балок V_{Rd} , кН				
				теоретична за похилими перерізами				
				СНиП 2.03.01-84*	ДСТУ Б В.2.6-156:2010	ДСТУ Б В.2.6-156:2010 з врах. $V_{Rd,c}$	Методика [3]	Корнійчук О.І. [5]
1	Б-2пс2	60,4	54,6	96,6	62,3	95,0	58,9	89,6
2	Б-3пс2	57,6	57,6	96,6	62,3	95,0	58,9	89,6
Середнє відхилення, %				-72,3	-11,1	-69,5	-5,1	-59,8

Як видно з табл.1, результати розрахунку за методиками добре узгоджуються з прогнозованою несучою здатністю похилих перерізів дослідних балок, підсилених обіймами з полотна. Методика розрахунку [3] занижує несучу здатність на 15,3%.

Як видно з табл.2, лише результати розрахунку за методикою [3] добре узгоджуються з дослідною несучою здатністю похилих перерізів балок, підсилених стрічками. Це пояснюється тим, що дана методика враховує можливість втрати щеплення з бетоном зовнішньої вуглеплас-

тикової поперечної арматури при деформаціях в них менше допустимих, тобто враховує можливість відшарування полотна анкерування.

Слід також зазначити, що несуча здатність похилих перерізів балок, які були підсилені без попереднього навантаження, на 6-7% більша, ніж у аналогічних балок, підсилених з утвореними під час попереднього навантаження залишковими тріщинами. В запропонованих методиках розрахунку ніяким чином не враховується стан бетону в момент підсилення залізобетонного елемента.

Таким чином, для раціонального використання норм проектування [1, 2] та інших вказаних вище методик для розрахунку несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених зовнішньою поперечною вуглепластиковою арматурою, необхідно внести відповідні корективи. Особливо це стосується несучої здатності похилих перерізів балок, підсилених стрічками, в яких відбувається втрата щеплення з бетоном зовнішньої вуглепластикової поперечної арматури при деформаціях в них менше допустимих.

1.СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М., 1989. – 80 с.

2.ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України. – К., 2010. – 166 с.

3.Чернявський В.Л. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / В.Л. Чернявський, Ю.Г. Ханутин, Е.З. Аскельрод, В.А. Клевцов, Н.В. Фаткуллин. – М.: ООО «ИнтерАква», 2006. – 113 с.

4.СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП НИИЖБ Госстроя России. – М., 2004.

5.Корнійчук О.І. Міцність та тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень: Дис.... канд. техн. наук / О.І. Корнійчук. – Рівне, 2009. – 191 с.

Отримано 27.04.2012

УДК 691.58 : 668.3

М.С.ЗОЛОТОВ, канд. техн. наук, Э.А.ШИШКИН,

В.А.СКЛЯРОВ, канд. техн. наук

Харьковская национальная академия городского хозяйства

ВЛИЯНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАДЕЛКИ АРМАТУРНОГО СТЕРЖНЯ СЕРПОВИДНОГО ПРОФИЛЯ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОЕ СОСТОЯНИЕ АНКЕРНОГО СОЕДИНЕНИЯ НА АКРИЛОВЫХ КЛЕЯХ

Приведены результаты расчетного эксперимента по определению влияния глубины заделки арматурного стержня серповидного профиля на напряженно-деформируемое состояние анкерного соединения на акриловых клеях.

Наведено результати розрахункового експерименту з визначення впливу глибини закладання арматурного стержня серповидного профілю на напружено-деформований стан анкерного з'єднання на акрилових клеях.